

RELACIONES ENTRE LÍMITES DE DAÑO, PARÁMETROS ESTRUCTURALES Y MAGNITUDES SÍSMICAS PARA EVALUAR PÓRTICOS DE HORMIGÓN REFORZADO ¹

Aidcer Vidot Vega² y Mervyn J. Kowalsky³

Resumen: El presente trabajo propone una metodología sencilla para evaluar pórticos de hormigón reforzado para diferentes límites de daño en función de las deformaciones del material (acero de refuerzo y hormigón), desplazamientos entrepisos, y magnitud del terremoto. Se utilizó el método conocido como diseño directo basado en desplazamientos (DDBD) en conjunto con ecuaciones de desplazamientos espectrales y aceleraciones del código de diseño IBC-06 y ecuaciones existentes de magnitud sísmica de momento para desarrollar la metodología de evaluación propuesta. Mediante relaciones entre deformaciones del material, desplazamientos y magnitud sísmica se determinó qué límites de daño pueden ser desarrollados en una zona sísmica especificada y qué alturas de pórticos pueden ser más críticas.

Palabras clave: diseño directo basado en desplazamientos, evaluación sísmica, límites de daño, pórticos de hormigón reforzado.

RELATIONSHIPS BETWEEN DAMAGE LIMITS, STRUCTURAL PARAMETERS AND SEISMIC MAGNITUDES TO EVALUATE REINFORCED CONCRETE FRAMES

Abstract: This article proposes a simple methodology to evaluate reinforced concrete frames for different damage limit states in terms of material deformations (reinforcing steel and concrete), interstory displacements, and seismic moment magnitude. The method known as direct displacement-based design (DDBD) was used in conjunction with the equations of spectral displacements and accelerations of the IBC-06 design code and existing equations of seismic moment magnitude to develop the proposed assessment methodology. Using relationships between material deformations, displacements and seismic magnitude the damage limit states that can be developed in a given seismic zone and the frame heights that can be more critical were determined.

Keywords: damage limits, direct displacement-based design, reinforced concrete frames, seismic assessment.

INTRODUCCIÓN

El método de diseño sísmico basado en el desempeño se ha estudiado extensamente durante dos décadas. La idea principal del diseño sísmico basado en el desempeño es diseñar una estructura que alcance niveles predecibles de daño en respuesta a niveles específicos de intensidad sísmica (SEAOC, 1995). Este método ha ido evolucionando en una familia de procedimientos o sub-métodos que lo hacen más accesible para ingenieros practicantes. Este artículo se basa en uno de esos procedimientos el cual se conoce como el diseño directo basado en desplazamientos (DDBD). Este procedimiento fue propuesto inicialmente por Priestley en 1993 y evolucionó para el diseño de estructuras de un grado de libertad dos años más tarde (Kowalsky et al., 1995). Luego fue modificado para el diseño de otros sistemas estructurales (Priestley et al., 2007). El objetivo de este artículo es demostrar cómo se puede utilizar el método de DDBD para definir en términos generales las características estructurales necesarias para alcanzar varios límites de

¹ Artículo recibido el 25 de agosto de 2009 y aceptado en versión final el 17 de septiembre de 2010.

² Catedrática Auxiliar, Departamento de Ciencias de la Ingeniería y Materiales, Universidad de Puerto Rico, Recinto de Mayagüez, Mayagüez, Puerto Rico 00681-9000. E-mail: aidcer.vidot@upr.edu

³ Professor, Department of Civil Engineering, North Carolina State University, Box 7908, Raleigh, North Carolina 27695-7908. E-mail: kowalsky@eos.ncsu.edu

desempeño o daño en función del riesgo sísmico definido a través de espectros de diseño. Esto nos puede proveer una medida rápida de evaluación del riesgo sísmico para estructuras tipo pórtico de hormigón reforzado.

DDBD DE EDIFICIOS TIPO PÓRTICO

En esta sección se describe brevemente el procedimiento de diseño directo basado en desplazamientos (DDBD) para edificios tipo pórtico de hormigón reforzado (Priestley et al., 2007). El DDBD se basa en el concepto de que la respuesta inelástica máxima de un sistema estructural sujeto a un terremoto puede ser estimada usando un sistema con propiedades equivalentes de amortiguamiento y rigidez (Gulkan and Sozen, 1974). En la Figura 1(a) se muestra este concepto y se puede observar la representación de un edificio tipo pórtico como un sistema de un grado de libertad con masa (m_e) y altura equivalentes (H_e). Usando este método la estructura va a ser diseñada para que alcance varios niveles de desplazamientos en respuesta a varios niveles de intensidad sísmica que van a depender de los límites de daño pre-establecidos. Los pasos básicos de este método se describen a continuación.

Inicialmente para el método de DDBD se necesita conocer la geometría del edificio (número de bahías, largo de vigas y columnas, número de pisos). Además se debe asumir las dimensiones de las vigas y columnas y estimar las cargas a las que va estar expuesta la estructura (similar al proceso tradicional de diseño).

1. **Se selecciona la deriva de diseño (θ_j):** Ésta se puede basar en límites de las deformaciones en el material o límites en la ductilidad de los miembros de la estructura.

2. **Se calculan los desplazamientos en los pisos (Δ_i):** Éstos se obtienen mediante el uso de perfiles de desplazamientos (δ_i) basados en los modos de deformación de la estructura, los cuales se calculan usando la ecuación (1) (Priestley et al., 2007). La ecuación (1) depende de la altura de cada piso (H_i) y la altura total (H_n). En esta ecuación n es el número de pisos. Los desplazamientos entre pisos son entonces función de δ_i , la deriva de diseño (θ_j), la altura del piso (H_j) en la cual se espera la deriva crítica o de diseño (θ_j), y el valor del modo de deformación en el piso crítico (δ_j). La deriva crítica en pórticos usualmente ocurre en el primer o segundo piso. Los desplazamientos en cada piso (Δ_i) se obtienen usando la ecuación (2).

$$\delta_i = \frac{H_i}{H_n} \quad n \leq 4 \quad (1)$$

Register for free at <https://www.scipedia.com> to download the version without the watermark

$$\delta_i = \frac{4}{3} \left(\frac{H_i}{H_n} \right) \left[1 - \left(\frac{H_i}{4H_n} \right) \right] \quad n > 4$$

$$\Delta_i = \delta_i \left(\frac{\theta_j H_j}{\delta_j} \right) \quad (2)$$

3. **Se calcula el desplazamiento del sistema (Δ_{sys}):** Se obtiene usando la ecuación (3), la cual es función de la masa (m_i) y el desplazamiento de cada piso (Δ_i).

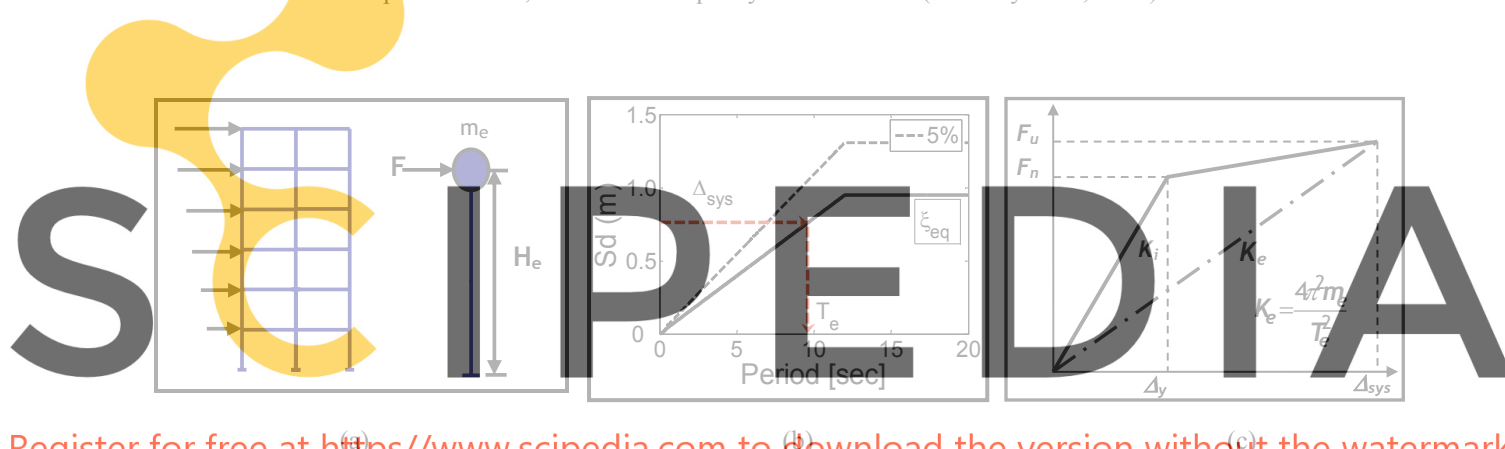
$$\Delta_{sys} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i^2}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad (3)$$

4. **Se selecciona la demanda sísmica, se calcula la ductilidad y el amortiguamiento equivalente (ζ_{eq}):** Para DDBD se puede utilizar un espectro de desplazamientos generado a distintos niveles de amortiguamiento (Figura 1b). El amortiguamiento equivalente incluye los componentes viscoso y histerético y puede ser definido para diferentes materiales y/o sistemas (Dwairi, 2004). Se puede obtener utilizando la ecuación (5) que depende de la ductilidad (μ_Δ). La ductilidad, ecuación (4), es función del desplazamiento del sistema y del desplazamiento a fluencia (Δ_y).

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_{sys}}{\Delta_y} \quad (4)$$

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu_{\Delta} - 1}{\mu_{\Delta} \pi} \right) \quad (5)$$

5. **Se calcula el periodo efectivo (T_e):** Se obtiene del espectro de desplazamientos que ha sido definido con un periodo y desplazamiento de esquina (Figura 1b). El periodo de esquina ocurre en el desplazamiento máximo o de esquina. Se entra al espectro con el desplazamiento del sistema (paso 3) y el amortiguamiento obtenido (paso 4) para encontrar su periodo efectivo (T_e) en respuesta máxima.
6. **Se obtiene la rigidez efectiva y cortante basal del sistema:** Se usa la fórmula de periodo del oscilador simple y se despeja por la rigidez (Figura 1c). El cortante basal se obtiene simplemente mediante la multiplicación de la rigidez efectiva y el desplazamiento del sistema (Δ_{sys}).
7. **Se analiza la estructura y se diseña teniendo en cuenta principios de capacidad.** Las fuerzas se distribuyen en función de los desplazamientos, masas en cada piso y cortante basal (Priestley et al., 2007).



Register for free at <https://www.scipedia.com> to download the version without the watermark

Figura 1: Principios del método DDBD; (a) estructura equivalente; (b) espectro de desplazamientos; (c) rigidez efectiva.

RELACIONES ENTRE LÍMITES DE DAÑO BASADOS EN DEFORMACIONES DEL MATERIAL Y DERIVAS

Los límites de daño para los métodos de diseño a base del desempeño se pueden definir en términos de varios parámetros tales como: curvaturas, derivas, desplazamientos y/o deformaciones del material. Comúnmente para el diseño de pórticos los límites se definen a base de las derivas entre pisos (SEAOC, 1995). Priestley y Kowalsky (1998) desarrollaron expresiones para relacionar curvaturas a distintos niveles de daño (en fluencia, servicio y control de daño) con deformaciones del material para edificios de paredes estructurales. Estas expresiones se pueden utilizar para definir límites de curvaturas para el diseño de edificios de paredes. Por otro lado, Kowalsky (2000) desarrolló expresiones para límites de desempeño basados en curvaturas para puentes de hormigón reforzado. Las derivas usadas para definir límites de daño se pueden relacionar a las deformaciones del material para tener una idea más clara de la cantidad de daño que se espera en determinado miembro estructural (vigas, columnas y/o paredes). Por ejemplo, el límite de servicio en el hormigón se puede definir cuando éste alcanza una deformación en compresión de 0.004 y a este nivel se espera que comience su agrietamiento. Mientras que el límite de servicio en el acero se puede definir a una deformación de 0.015 y en este punto las grietas residuales pueden exceder 1 mm de espesor (Priestley, 1998). Es por esto que si se combinan las deformaciones con las derivas se pueden definir más claramente límites de daño para el diseño de las estructuras. A base de esto fueron desarrolladas las expresiones que se muestran en las ecuaciones (6) y (7) para calcular límites de daño basados en derivas a ciertos niveles de deformaciones en el acero de refuerzo y en el hormigón a compresión, respectivamente (Vidot-Vega y Kowalsky, 2010). Estas ecuaciones se obtuvieron del análisis de secciones rectangulares de hormigón reforzado con acero distribuido alrededor del perímetro y análisis dinámicos de un total de 54 pórticos que

siguen el mecanismo de falla de viga débil-columna fuerte con razones de esbeltez entre 6.5 a 15 y número de pisos entre 2 a 16. En los análisis se utilizaron los modelos constitutivos del hormigón y del acero de refuerzo desarrollados por Mander et al. (1988) y por Moehle y Kunnath (2006), respectivamente. Los análisis dinámicos se realizaron con el programa OpenSees (McKenna et al., 2000). Las secciones de vigas y columnas se modelaron usando un elemento desarrollado por Scott and Fenves (2006), el cual modela las zonas de articulaciones plásticas usando elementos con fibras y las zonas fuera de estas articulaciones con propiedades elásticas. La parte que se modela con fibras es dividida en los diferentes materiales que componen la sección (hormigón no confinado, confinado y acero de refuerzo). Se utilizaron los modelos constitutivos previamente descritos para asignar el material a estas fibras.

El propósito de las ecuaciones que se presentan a continuación es calcular la deriva de entrepiso (θ_j) necesaria para obtener distintos niveles de deformación en el hormigón y en el acero de refuerzo en pórticos de hormigón reforzados. En los análisis se consideraron efectos de esbeltez, aunque en los pórticos considerados este efecto es mínimo. En estas ecuaciones, H_B es la profundidad de la viga, L_p en la ecuación (8) es la longitud plástica de la viga, ε_y es la deformación a fluencia del acero de refuerzo, L_B es la longitud de la viga, d_{bl} es el diámetro de la varilla, F_u es la capacidad última del acero, ε_s es la deformación en la varilla de acero, ε_c es la deformación en el hormigón, K_y es la curvatura a fluencia (Priestley, 1998) dada por la ecuación (9), y ω_s en la ecuación (10) es la razón de acero de refuerzo mecánico. La razón de acero de refuerzo mecánico (ω_s) es simplemente una forma de expresar la cuantía de acero longitudinal (ρ_{long}) en función de las capacidades del refuerzo a fluencia (f_y) y hormigón en compresión (f'_c).

Deformaciones del acero de refuerzo a tensión (ε_s):

$$\theta_j = \left[0.5\varepsilon_y \left(\frac{L_B}{H_B} \right) + \left(1.75\varepsilon_s \omega_s^{0.15} - K_y \right) \left(\frac{L_p}{H_B} \right) \right] 0.70\varepsilon_s^{-0.080} \quad (6)$$

Deformaciones en el hormigón a compresión (ε_c):

$$\theta_j = \left[0.5\varepsilon_y \left(\frac{L_B}{H_B} \right) + \left((-1.6\omega_s + 4)\varepsilon_c + 0.004 - K_y \right) \left(\frac{L_p}{H_B} \right) \right] 0.85\varepsilon_c^{-0.065} \quad (7)$$

donde:

Register for free at <https://www.scipedia.com> to download the version without the watermark

$$L_p = \max \left\{ \frac{kL + 0.022 f_y d_{bl}}{0.044 f_y d_{bl}} \right\}; \quad k = 0.2 \left(\frac{F_u}{f_r} - 1 \right) \leq 0.08; \quad L = \frac{L_B}{2} \quad (\text{doble pandeo}) \quad (8)$$

$$K_y = \phi_y H_B = 2.1\varepsilon_y \quad (9)$$

$$\omega_s = \rho_{long} \frac{f_y}{f'_c} \quad (10)$$

RELACIONES ENTRE LÍMITES DE DAÑO BASADOS EN DEFORMACIONES DEL MATERIAL, PARÁMETROS ESPECTRALES Y CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES

Las ecuaciones descritas previamente se pueden usar en conjunto con el método de DDBD para determinar aproximadamente los niveles mínimos de demanda sísmica necesarios para que se alcance un límite de daño. El diseño sísmico basado en desplazamientos es un método de análisis basado en espectros de respuesta y como resultado requiere la caracterización del terremoto de diseño en esa forma. Para DDBD, éste toma la forma de un espectro de desplazamiento que depende de la zona sísmica, la proximidad de la falla del terremoto y las propiedades del suelo. Se ha demostrado que las demandas sísmicas producidas por el terremoto de diseño están relacionadas con la magnitud de momento (M_w) y la aceleración máxima del suelo, entre otros parámetros importantes que se analizan a continuación.

En esta sección, los parámetros espectrales de aceleración se van a relacionar con los desplazamientos del sistema y los límites de daño basados en las deformaciones del material (hormigón y acero de refuerzo). Para este propósito, se utilizó el espectro de diseño del código IBC (2006). La idea es encontrar el terremoto mínimo de diseño expresado en aceleraciones espectrales que va a causar que cierto límite se desarrolle. En la Figura 2(a) se muestra un espectro de desplazamientos que llega hasta el desplazamiento máximo (de esquina - Δ_c) correspondiente al periodo de esquina (T_c) y luego sigue constante. Si el desplazamiento del sistema es igual o menor al desplazamiento de esquina, el límite de daño por el cual se diseñó la estructura se desarrolla. Las demandas sísmicas se van a relacionar a las aceleraciones máximas contenidas en los mapas que se consideran en el proceso de diseño y que son provistas en este código. El espectro de diseño se muestra en la Figura 2(b). S_{D1} es el parámetro de aceleración espectral de diseño a 5% de amortiguamiento para un periodo de un segundo. S_{DS} es el parámetro de aceleración espectral de diseño a 5% de amortiguamiento para periodos cortos según establecido por el código (IBC, 2006).

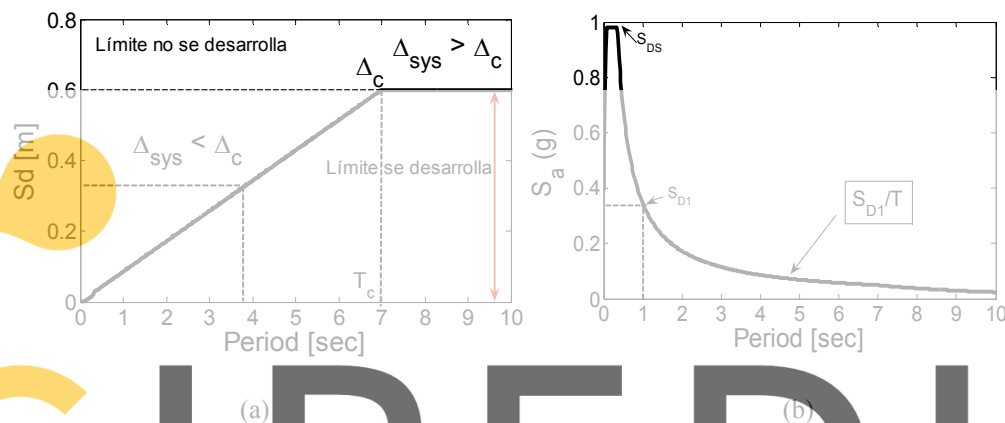


Figura 2: (a) Espectro de desplazamientos; (b) espectro de aceleraciones (IBC, 2006).

Para relacionar las aceleraciones espectrales al desplazamiento del sistema y por ende a los límites de daño es necesario utilizar las ecuaciones del código (IBC, 2006). Se utilizó la ecuación que corresponde al tercer tramo del espectro de diseño. El espectro de desplazamientos se relaciona con el espectro de aceleraciones a través de la ecuación (11), donde se divide por el cuadrado de la frecuencia (ω^2) del sistema y se multiplica por la aceleración gravitacional (g) para obtener el desplazamiento espectral (S_D).

$$S_D = \frac{S_{D1}}{T_c \omega^2} g ; \quad \omega = \frac{2\pi}{T_c}$$

$$S_D = \frac{S_{D1}}{4\pi^2} T_c g \quad (11)$$

El periodo de esquina se calcula usando la ecuación (12) que fue desarrollada por NEHRP (FEMA, 1997).

$$T_c = 10^{(-1.25+0.3M_w)} \quad (12)$$

Sustituyendo la ecuación (12) en la ecuación (11) y expresando S_{D1} en términos de la aceleración de mapa a un segundo (S_1) y el coeficiente del suelo (F_v), el desplazamiento espectral se puede expresar en términos de la magnitud momento (M_w) como se muestra en la ecuación (13). S_1 se obtiene de los mapas de aceleraciones máximas de terremotos preparados por el Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS por sus siglas en inglés) y depende de la zona en la cual está localizada la estructura. El coeficiente F_v varía de 0.8 a 3.5 y se obtiene de las tablas del código IBC.

$$S_D = \frac{F_v S_1}{6\pi^2} g \left[10^{(-1.25+0.3M_w)} \right] \quad (13)$$

La ecuación (13) se puede utilizar para encontrar la aceleración mínima de mapa a un segundo necesaria para desarrollar un límite de daño basado en deformaciones del material. Para este propósito, se resuelve la ecuación (13) para S_I substituyendo el desplazamiento espectral (S_D) por el desplazamiento del sistema que se obtiene por DDBD (ecuación 3) para un amortiguamiento de 5% dividido por el factor de reducción de amortiguamiento (Δ_{sys}/R_ξ). Procediendo así se obtiene la ecuación (15). El factor de reducción se obtiene según el código Eurocode (1998) usando la ecuación (14) para terremotos en condiciones normales sin características de pulso (cercanos a la fuente).

$$R_\xi = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_{eq}} \right)^{0.5} \quad (14)$$

$$S_D = \frac{(\Delta_{sys} / R_\xi) 6\pi^2}{F_v g [10^{(-1.25 + 0.3 M_w)}]} \quad (15)$$

Para tener una idea de cómo se puede usar la ecuación (15) para evaluar edificios tipo pórtico de hormigón reforzado, ésta se utilizó en el análisis de varios pórticos diseñados con DDBD en los cuales se varió el número de pisos y la relación entre longitud (L_B) y profundidad (H_B) de la viga. En las Figuras 3 y 4 se presentan los resultados de este análisis para dos límites de diseño o de daño escogidos. Se escogieron los límites de deformación en el hormigón de 0.004 y en el acero de refuerzo de 0.015 en las vigas (usualmente representan límites de servicio) debido a que en estos pórticos se forman las articulaciones plásticas en las vigas. Luego se calcularon las derivas correspondientes a estos límites de deformaciones con las ecuaciones (6) y (7). Con estas derivas se calcularon los desplazamientos de cada piso, ecuación (2) y el desplazamiento del sistema, ecuación (3). En las Figuras 3 y 4 se presentan la aceleración de mapa a un segundo (S_I) mínima necesaria para desarrollar el límite especificado para varias magnitudes sísmicas de momentos (M_w) con un coeficiente de suelo (F_v) igual a 1.0 (tipo de perfil de suelo clase B en el IBC-2006). Estos resultados se pueden obtener para otros tipos de suelos usando el factor de suelo apropiado. Cada gráfica tiene 5 curvas que corresponden a las aceleraciones S_I obtenidas para pórticos de hormigón reforzado con distintos números de pisos (4, 6, 8, 10, 12). Gráficas similares se pueden obtener para otras combinaciones de M_w , límites de daño y razones de esbeltez.

En las Figuras 3 y 4 se puede notar que según aumenta la flexibilidad de la estructura (número de pisos y/o razón longitud-profundidad de la viga), las aceleraciones espectrales a un segundo necesarias para desarrollar un límite en particular aumentan. Según la magnitud del terremoto aumenta, los valores de S_I disminuyen, lo que significa que se necesita una aceleración menor para alcanzar cierto límite cuando la magnitud del terremoto es mayor. A continuación se presentan dos ejemplos que describen más claramente la idea del procedimiento; en el primero se analiza un pórtico y se determina la magnitud del terremoto requerido para desarrollar ciertos límites de daño y el segundo muestra qué edificios van a ser más críticos en cierta zona de aceleraciones.

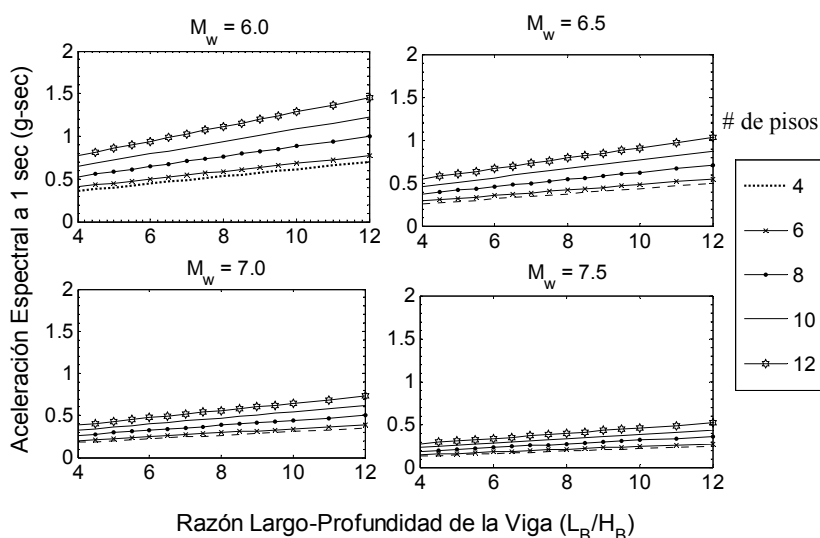


Figura 3: S_I vs razón largo-profundidad de la viga para pórticos de 4, 6, 8, 10 y 12 pisos y diferentes magnitudes sísmicas de momentos para un límite de rendimiento de $\epsilon_c = 0.004$.

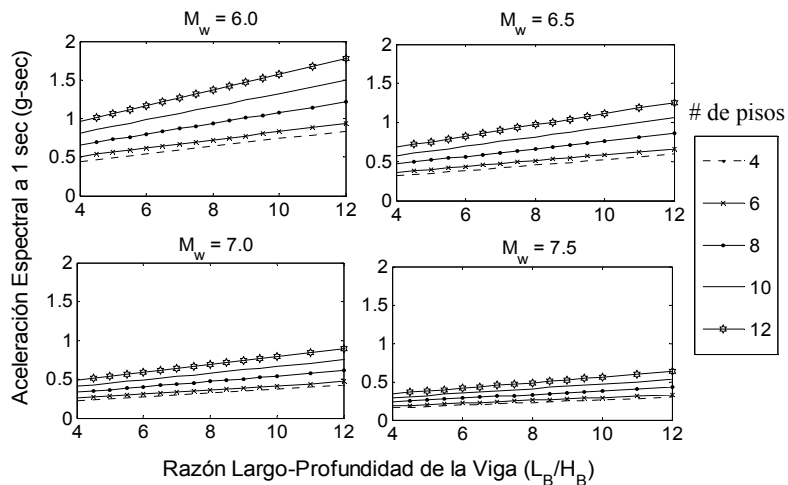


Figura 4: S_I vs razón largo- profundidad de la viga para pórticos de 4, 6, 8, 10 y 12 pisos y diferentes magnitudes sísmicas de momentos para un límite de rendimiento de $\varepsilon_s = 0.015$.

EJEMPLO NÚMERO 1: DETERMINACIÓN DE LÍMITES CRÍTICOS PARA UNA ESTRUCTURA EN CIERTA ZONA DE ACELERACIONES

La determinación del desarrollo de diferentes límites de daño basados en deformaciones se muestra con el ejemplo de un pórtico de cuatro pisos. Las propiedades usadas en este ejemplo se muestran en la Figura 5. Primero, se calculan los parámetros del sistema discutidos previamente (pasos 1-7) tales como: desplazamientos esperados, periodos y rigidez efectiva, amortiguamiento y cortante basal usando el método de diseño de desplazamiento directo (Priestley et al., 2007). Se utilizaron las ecuaciones (6) y (7) para determinar las derivas de diseño. Luego se calculan los desplazamientos espectrales usando la ecuación (13) para diferentes magnitudes sísmicas. En este ejemplo se asumió que el edificio está localizado en un suelo tipo B, y por lo tanto el coeficiente del suelo F_v tiene un valor igual a 1.0 de acuerdo al IBC (2006). Además se asumió que la estructura está localizada en una zona sísmica con S_I igual a 0.6g. Los resultados de este ejemplo se muestran en las Figuras 6 (a) y (b) para límites de daño basados en las deformaciones en el hormigón y en el acero. En las Figuras 6 (a) y (b) se muestran los desplazamientos espectrales y las líneas entrecortadas muestran los desplazamientos del sistema para varios límites de daño basados en las deformaciones del material. Los puntos de intersección entre los desplazamientos límites (líneas entrecortadas) y los desplazamientos espectrales (línea sólida) corresponden a la magnitud sísmica mínima necesaria para desarrollar ese límite. Por ejemplo, se puede notar que los límites de una deformación en el hormigón de 0.030 y 0.040 no se alcanzarían para magnitudes sísmicas menores de 8.0. En este caso, los límites basados en deformaciones del acero a tensión se desarrollan a magnitudes sísmicas menores que los basados en deformaciones del hormigón. El límite de servicio que usualmente se representa por una deformación en el hormigón de 0.004 o una deformación en el acero de refuerzo de 0.015 (la que ocurra primero) ocurre alrededor de una magnitud sísmica de momento de 6.0. Este ejemplo provee un método para evaluar estructuras típico pórtico de una manera rápida y sencilla.

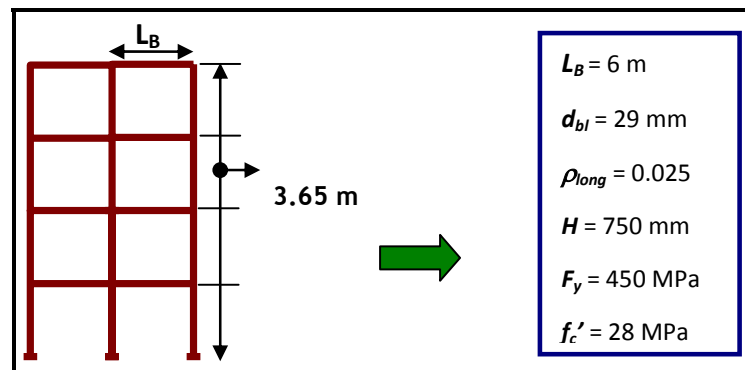
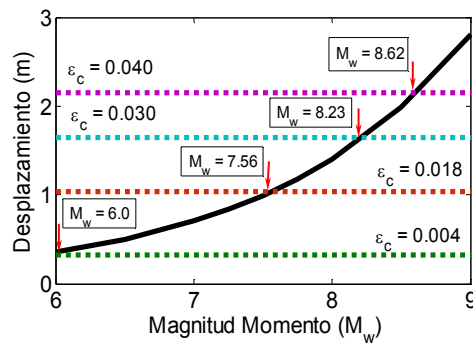
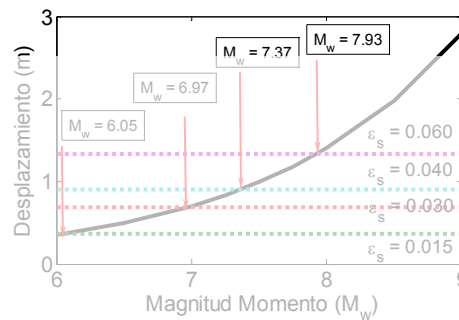


Figura 5: Propiedades del pórtico usadas en el Ejemplo Número 1.



(a)



(b)

Figura 6: Desplazamientos en función de las magnitudes sísmicas para límites de deformaciones para: (a) hormigón a compresión; (b) acero en tensión.

Register for free at <https://www.scipedia.com> to download the version without the watermark

También para tener una idea de qué alturas de pórticos van a ser críticas para un límite de diseño estipulado se puede utilizar el método de DDBD y la ecuación (13). Esto puede servir para tener un método de evaluación rápida para determinar qué características geométricas van a ser más críticas durante un evento de terremoto en particular y poder comparar los resultados obtenidos con el inventario de estructuras cerca del terremoto. Las Figuras 7 y 8 muestran los desplazamientos obtenidos para varios edificios de pórticos en función de las diferentes alturas. Utilizando el método de DDBD se calculó el desplazamiento (Δ_{sys}) requerido para alcanzar los límites de deformaciones de 0.018 (compresión en el hormigón) y 0.030 (tensión en el acero de refuerzo). Los desplazamientos (línea sólida en las Figuras 7 y 8) se calcularon para pórticos con diferentes alturas. Luego se utilizó la ecuación (13) para calcular el desplazamiento espectral (línea entrecortada) para varios valores de S_I (0.6, 0.8, 1.0, 1.5g) y una magnitud sísmica de 7.5. Se puede notar que para un $S_I = 0.6g$, el límite de daño de deformación en el hormigón (Figura 7) no se alcanza para ninguna de las alturas consideradas en este ejemplo ya que las curvas de desplazamiento espectral y desplazamiento del sistema no se intersecan.

A partir de estos resultados, se puede observar que este límite va a ser desarrollado para edificios que tienen alturas menores o iguales a 25m y 31m (punto de intersección de ambas líneas) y que están ubicados en una zona con S_I de 0.8 y 1.0g, respectivamente. Alturas de menos de 45m son críticas para las zonas con aceleraciones espectrales de 1.5g. Usando el límite de deformaciones en el refuerzo (Figura 8), las alturas críticas varían entre valores menores o iguales que 28m, 38m y 49m para edificios en zonas con S_I igual a 0.6g, 0.8g y 1g, respectivamente. Para 1.5g, para todas las alturas de edificio consideradas el límite de deformación en el refuerzo se va a desarrollar o exceder.

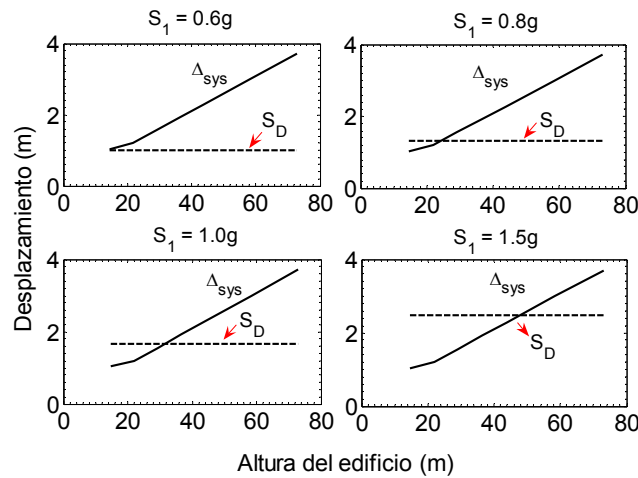


Figura 7: Desplazamientos en función de altura de pisos para un límite de deformaciones del hormigón a compresión igual a 0.018 y $M_w = 7.5$.

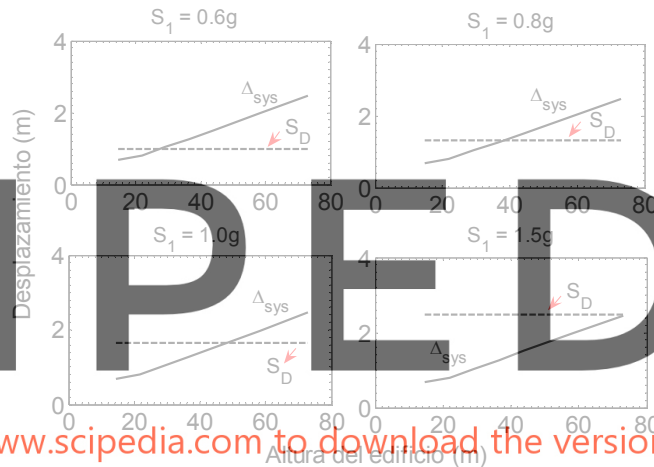


Figura 8: Desplazamientos en función de altura de pisos para un límite de deformaciones del acero de refuerzo a tensión igual a 0.030 y $M_w = 7.5$.

RESUMEN Y CONCLUSIONES

Se utilizó el método de DDBD (Priestley et al., 2007) con las ecuaciones existentes de magnitud sísmica de momento y periodo de esquina, así como las expresiones de desplazamientos y aceleraciones espectrales del código IBC (2006) para determinar el nivel de intensidad del terremoto que se necesita para lograr que se desarrolle un límite de daño en particular. Los resultados presentados aquí dependen de la exactitud de las ecuaciones utilizadas en la determinación de la magnitud sísmica de momento (M_w) y aceleraciones espectrales. Además, el método de evaluación propuesto no se puede utilizar para estructuras cuyo periodo es bien pequeño (menor que T_o en el espectro de diseño). Estas estructuras son muy rígidas y se tendrían que evaluar utilizando otra metodología que está fuera del alcance de este artículo. Sin embargo, es interesante observar que con el uso de técnicas simples (DDBD) y ecuaciones disponibles, el diseñador podría tener una idea de la magnitud del terremoto que va a causar un nivel particular de daños en la estructura.

Las tendencias muestran que cuando el edificio de pórtico es más flexible (Figuras 3-4 y 6-7), los límites sísmicos basados en deformaciones de materiales son más difíciles de alcanzar que en los edificios más rígidos, especialmente para los límites de deformaciones basados en el hormigón ($\epsilon_c \geq 0.018$). Esto significa que estos edificios pueden resistir importantes deformaciones sin niveles significativos de daño estructural, suponiendo que los elementos (vigas y columnas) fueran correctamente diseñados y detallados. Finalmente, es importante notar que las derivas límite podrían estar controladas por el nivel de daño en elementos no estructurales.

REFERENCIAS

- Dwairi, H. M. (2004). "Equivalent Damping in Support of Direct Displacement-Based Design with Applications to Multi-Span Bridges", Ph. D. Dissertation, Department of Civil, Construction and Environmental Engineering, North Carolina State University, Raleigh, North Carolina.
- Eurocode 8 (1998). *Structures in Seismic Regions - Design, Part 1, General and Building*, Commission of the European Communities, Brussels, Belgium.
- Gulkan, P. y Sozen, M. (1974). "Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquake motion", *ACI Journal*, Vol. 71, pp. 604-610.
- IBC (2006). *International Building Code*, International Code Council, USA.
- Kowalsky, M. J., Priestley, M. J. N. y MacRae, G. A. (1995). "Displacement based design of RC bridge columns in seismic regions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, No. 12, pp. 1623-1643.
- Kowalsky, M. (2000). "Deformation limit states for circular reinforced concrete bridge columns", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, No. 8, pp. 869-878.
- Federal Emergency Management Agency – FEMA (1997). *NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings: FEMA 274*, Washington, DC, pp. 442.
- Mander, J. P., Priestley, M. J. N. y Park, R. (1988). "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826.
- McKenna, F., Fenves, G.L., Scott, M.H., y Jeremic, B. (2000). "Open System for Earthquake Engineering Simulation-OpenSees", <http://opensees.berkeley.edu>.
- Moehle, J. y Kunnath, S. (2006). "Reinforcing Steel: OpenSees User's Manual", <http://opensees.berkeley.edu>.
- Priestley, M. J. N. (1993). "Myths and fallacies in earthquake engineering - conflicts between design and reality", *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 26, No. 3, pp. 329-341.
- Priestley, M. J. N. (1998). "Brief comments on elastic flexibility of RC frames, and significance to seismic design", *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 31, No. 4, pp. 246-259.
- Priestley, M. J. N. y Kowalsky, M. J. (1998). "Aspects of drift and ductility capacity of cantilever structural walls", *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 31, No. 2, pp. 73-85.
- Priestley, M. J. N., Calvi, G.M., y Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, IUSS Press, Italy, pp. 721.
- Scott, M. y Fenves, G. (2006). "Plastic hinge integration methods for force-based beam-column elements", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 132, No. 2, pp. 244-252.
- SEAOC - Structural Engineers Association of California (1999). *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*, 7th Edition, Sacramento, California.
- Vidot-Vega, A.L y Kowalsky, M. J. (2010). "Relationship between strain, curvature, and drift in reinforced concrete moment frames in support of performance-based seismic design", *ACI Structural Journal*, Vol. 107, No. 3, pp. 560-569.

Register for free at <https://www.scipedia.com> to download the version without the watermark